

EROSÕES LOCALIZADAS JUNTO DE PILARES SIMPLES

Efeito do diâmetro relativo do sedimento na profundidade de equilíbrio de cavidades de erosão

Rui LANÇA

Professor Adjunto, Universidade do Algarve, rlanca@ualg.pt

João Pedro PÊGO

Professor Auxiliar, Universidade do Porto, jppego@fe.up.pt

Rodrigo MAIA

Professor Associado, Universidade do Porto, rmaia@fe.up.pt

Cristina FAEL

Professora Auxiliar, Universidade da Beira Interior, cfael@ubi.pt

RESUMO

A comunicação apresenta os resultados preliminares de ensaios experimentais, sobre erosões localizadas junto a pilares cilíndricos isolados, realizados nos Laboratórios de Hidráulica das Faculdades de Engenharia da Universidade da Beira Interior (UBI) e da Universidade do Porto (FEUP).

Nesse âmbito, foram realizados treze ensaios com o objectivo de analisar o efeito do diâmetro relativo do sedimento e da profundidade relativa do escoamento de aproximação na profundidade de equilíbrio das cavidades de erosão normalizada pelo diâmetro do pilar. Os ensaios foram realizados em condições de leito fixo (*i.e.*, sem transporte sólido generalizado) e com durações compreendidas entre 4,1 e 12,9 dias. O conjunto de ensaios foi definido de modo a que a gama de parâmetros utilizada fosse o mais alargada possível, perspectivando, desta forma, tirar conclusões mais abrangentes do que as correspondentes à maioria dos trabalhos existentes neste domínio.

As séries temporais do desenvolvimento da profundidade máxima das cavidades de erosão em pilares cilíndricos isolados foram analisadas e tratadas de acordo com metodologia proposta por Lança *et al.* (2010). Os resultados revelam que há uma forte dependência entre a profundidade de equilíbrio das cavidades de erosão em pilares cilíndricos isolados e o diâmetro relativo do sedimento, confirmando os resultados apresentados por Sheppard *et al.* (1995; 1999; 2004).

Contrariando o instituído por alguma literatura da especialidade de referência, foi observado que a profundidade de equilíbrio das cavidades de erosão normalizada pelo diâmetro do pilar decresce com o diâmetro relativo do sedimento para valores superiores a ~100. Este efeito é possivelmente uma das causas da sobrestimação da profundidade de equilíbrio das cavidades de erosão obtidas através de fórmulas de uso reconhecido e que foram determinadas com base em trabalhos laboratoriais.

Palavras-chave: erosão localizada, pilares cilíndricos isolados, profundidade de equilíbrio, tempo de equilíbrio.

1 – INTRODUÇÃO

Muitos investigadores têm realizado estudos experimentais sobre erosões localizadas junto a pilares cilíndricos isolados (por exemplo, Chabert e Engeldinger (1956); Shen *et al.* (1969); Melville e Raudkivi (1977); Ettema (1980); Chiew (1984)), mas a maioria desses estudos referem-se a pilares relativamente pequenos.

Alguns investigadores (por exemplo, Melville e Chiew (1999); Sheppard *et al.* (2004)) verificaram que a profundidade de equilíbrio das cavidades de erosão normalizada pelo diâmetro do pilar, h_{se}/D_p , para pilares cilíndricos isolados, em condições de escoamento sem transporte de sedimentos pelo escoamento de aproximação, pode ser expressa como uma função da intensidade do escoamento de aproximação, U/U_c , profundidade relativa do escoamento de aproximação, h/D_p , e o tamanho relativo do sedimento, D_p/D_{50} . Onde, h_{se} = profundidade de equilíbrio; D_p = diâmetro do pilar; U = velocidade média do escoamento de aproximação; U_c = velocidade crítica de início do movimento do material do leito; h = profundidade do escoamento de aproximação; D_{50} = diâmetro mediano do material do leito.

Em laboratório são reproduzidos valores realistas da intensidade de escoamento e da profundidade relativa do escoamento mas tal já não acontece para a dimensão relativa do sedimento, devido a limitações na dimensão dos canais laboratoriais. Os estudos experimentais podem ser realizados para valores de D_p/D_{50} inferiores aos que se encontram em situações reais, o que pode ser a causa da noção generalizada que os métodos de previsão da profundidade de equilíbrio de cavidades de erosão, baseados em ensaios laboratoriais, tendem a sobrestimar os valores encontrados junto a pilares de pontes.

Durante décadas, a maioria dos investigadores (e.g. Ettema (1980); Raudkivi (1986); Breusers e Raudkivi (1991); Melville e Chiew (1999); Melville e Coleman (2000)) concluíram que D_p/D_{50} só tem influência sobre h_{se}/D_p para valores de $D_p/D_{50} < \sim 25 - 100$ (diferentes autores sugerem diferentes valores para o limite superior). Assim, de acordo com estes estudos, os trabalhos experimentais não sofrem efeitos de escala desde que as experiências se realizem para $D_p/D_{50} > \sim 25 - 100$, ou seja, de acordo com esta hipótese, as condições laboratoriais reproduzem adequadamente as condições de campo.

Com base nos resultados de Ettema (1980), Chiew (1984) e Baker (1986) com $D_p/D_{50} < \sim 200$, Melville e Coleman (2000) apresentaram a equação de previsão da profundidade de erosão que se apresenta:

$$h_{se} = K_{hDp} K_I K_d K_s K_\alpha K_G \quad (1)$$

onde: K_{hDp} = fator de correção referente à profundidade relativa do escoamento ; K_I = fator de correção devido à intensidade do escoamento de aproximação; K_d = fator de correção para o tamanho relativo do sedimento; K_α = fator de correção devido ao ângulo de viés do pilar; K_G = fator de correção devido à forma da secção transversal do escoamento de aproximação.

O fator de correção da profundidade do escoamento relativa à dimensão da fundação, K_{hDp} , é dado por

$$K_{hDp} = 2,4D_p \quad \text{para } \frac{h}{D_p} > \frac{10}{7} \quad (2)$$

$$K_{hDp} = 2\sqrt{D_p h} \quad \text{para } \frac{1}{5} < \frac{h}{D_p} < \frac{10}{7} \quad (3)$$

$$K_{hD_p} = 4,5\sqrt{h} \quad \text{para } \frac{h}{D_p} < 1/5 \quad (4)$$

e o coeficiente do tamanho relativo do sedimento, K_d , é expresso por

$$K_d = 0,57 \log\left(2,24 \frac{D_p}{D_{50}}\right) \quad \text{para } \frac{D_p}{D_{50}} \leq 25 \quad (5)$$

$$K_d = 1 \quad \text{para } \frac{D_p}{D_{50}} > 25 \quad (6)$$

De acordo com este método de projeto existe um limite superior de $h_{se} = 2,4D_p$ quando $h/D_p > 10/7$ e $D_p/D_{50} > 25$.

Nos ensaios reportadas neste estudo, $U/U_c \approx 1$, logo $K_I \approx 1$, e os pilares são cilíndricos e o canal é retangular, pelo que $K_s = K_\alpha = K_G = 1$. Desta forma, a análise dos resultados foca o efeito de D_p/D_{50} no fator de correcção para do tamanho relativo do sedimento.

Sheppard *et al.* (1995; 1999) conduziram trabalhos experimentais cobrindo valores de D_p/D_{50} até 1260. Recentemente, Sheppard *et al.* (2004) alargaram a gama de valores de D_p/D_{50} até 4155. Estes autores afirmam, com base nos seus resultados experimentais, que D_p/D_{50} influencia h_{se}/D_p para valores de $D_p/D_{50} > \sim 25 - 100$. Esta influência é refletida na diminuição da profundidade de equilíbrio de erosão quando comparada com a observada para $D_p/D_{50} \approx 25 - 100$, onde a profundidade de erosão é máxima.

Sheppard *et al.* (2004) expressam h_{se}/D_p como uma função de h/D_p , U/U_c e D_p/D_{50} ,

$$\frac{h_{se}}{D_p} = 2.5 f_1\left(\frac{h}{D_p}\right) f_2\left(\frac{U}{U_c}\right) f_3\left(\frac{D_p}{D_{50}}\right) \quad (7)$$

onde f_1 , o termo que é dependente de h/D_p , é dado por

$$f_1\left(\frac{h}{D_p}\right) = \tanh\left[\left(\frac{h}{D_p}\right)^{0,4}\right] \quad (8)$$

o termo que representa a influência de U/U_c , válido para as condições de escoamento sem transporte sólido, é expresso por

$$f_2\left(\frac{U}{U_c}\right) = 1 - 1,75 \left[\ln\left(\frac{U}{U_c}\right) \right] \quad (9)$$

e o termo que depende de D_p/D_{50} é definido por

$$f_3\left(\frac{D_p}{D_{50}}\right) = \frac{\frac{D_p}{D_{50}}}{0,4 \left(\frac{D_p}{D_{50}}\right)^{1,2} + 10,6 \left(\frac{D_p}{D_{50}}\right)^{-0,13}} \quad (10)$$

Lee (2006) e Lee e Sturm (2009) reportam que a escolha de D_p/D_{50} em estudos laboratoriais pode afetar a erosão localizada, conduzindo a valores mais elevados de h_{se}/D_p em laboratório do que numa situação real. Esta observação foi confirmada por Landers e Mueller (1996) e Mueller e Wagner (2005). Lee (2006) e Lee e Sturm (2009) utilizaram os resultados disponibilizados por Ettema (1980), Ting *et al.* (2001) e Sheppard (2003) e sugerem a Equação 11, para expressar a dependência de h_{se}/D_p para $25 < D_p/D_{50} < 10^4$.

$$\frac{h_{se}}{D_p} = \frac{1,8}{\left(0,02 \frac{D_p}{D_{50}} - 0,2\right)^2 + 1} + 1,3 \quad (11)$$

Christensen *et al.* (2006) reportam um estudo de performance de vários previsores de profundidade de equilíbrio da cavidade de erosão, incluindo os de Breusers *et al.* (1977), Richardson e Davis (2001), Summer *et al.* (1992) e Sheppard (2003). Os autores aplicam os previsores a pilares cilíndricos de grande diâmetro destinados a suportar aerogeradores localizados *offshore* em fundo de areia e sujeitos a correntes, para os quais os valores de D_p/D_{50} atingiam 16000. De acordo com o estudo, o predictor de Sheppard (2003) subestima as profundidades de erosão. Este resultado pode significar que o fator de correção associado a D_p/D_{50} , tal como sugerido por Sheppard (2003), exagera a redução da profundidade de erosão para valores elevados de D_p/D_{50} .

De acordo com Ettema (1980), quando $D_p/D_{50} < \sim 25$ (outros autores afirmam que este limite superior é de ~ 50 ou ~ 100) os grãos individuais são grandes relativamente à cavidade de erosão e o desenvolvimento da cavidade de erosão é limitado devido à dissipação de energia do escoamento descendente causada pelo leito poroso. Por esta razão, o valor máximo de h_{se}/D_p ocorre para $D_p/D_{50} \approx 25 - 100$.

Quando $D_p/D_{50} > \sim 25 - 100$, estudos mais recentes (e.g. Lee (2006) e Lee e Sturm (2009)) reportam que com o aumento de D_p/D_{50} , os grãos de sedimento continuam a ser arrastados ou colocados em suspensão dentro da cavidade de erosão pela ação do vortice de ferradura, mas a probabilidade de saírem da cavidade de erosão diminui.

Resumidamente, os estudos mais recentes tendem a provar que há uma lacuna no conhecimento do fenómeno erosivo para pilares de grandes dimensões, para $D_p/D_{50} > 100$. Está bem aceite que estudos laboratoriais realizados para $U/U_c \approx 1$ – com o objectivo de obterem as máximas profundidades da cavidade de erosão – devem evitar a formação de formas do leito, de tal modo que o leito permaneça plano. Esta restrição implica um diâmetro do sedimento $D_{50} > \approx 0,6 - 0,7$ mm. Consequentemente, os ensaios experimentais cobrindo valores elevados de D_p/D_{50} conduzem necessariamente a valores elevados de D_p . O que torna necessário a existência de canais experimentais de grande dimensão com caudais elevados, tornando as experiências mais dispendiosas.

A percepção de que há lacunas nos conhecimentos da erosão em pilares de grandes dimensões foi a principal motivação para o estudo que aqui se apresenta.

2 – INSTALAÇÕES EXPERIMENTAIS E PROCEDIMENTOS

Foram realizados treze ensaios experimentais com o objetivo de recolher dados para analisar a influência do tamanho dos sedimentos na profundidade de equilíbrio da cavidade de erosão para $\sim 50 < D_p/D_{50} < \sim 500$, com $0,86 \leq U/U_c \leq \sim 1,00$, logo sem transporte sólido generalizado no trecho de aproximação. Os ensaios foram realizados em dois canais de betão. Um deles tem 28,00 m de comprimento, 2,00 m de largura e 1,00 m de altura. A secção de testes do canal, localizada a 14,00 m da entrada inclui uma caixa de sedimentos com 3,00 m de comprimento e 0,60 m de profundidade, localizada no leito do canal. A instalação experimental inclui um circuito hidráulico fechado em que o caudal pode ser regulado entre 0 e $0,270 \text{ m}^3\text{s}^{-1}$. O caudal é medido com um caudalímetro eletromagnético instalado no circuito hidráulico. À entrada do canal um difusor tubular garante o alinhamento do escoamento e a distribuição transversal uniforme. Imediatamente a jusante deste difusor, uma secção do leito com o comprimento de 5,00 m está coberta com gravilha para providenciar rugosidade adicional e garantir uma distribuição universal do escoamento de aproximação ao pilar. Na parte jusante do canal uma comporta regula a altura do escoamento. A água cai para um reservatório com 100 m^3 onde se inicia o circuito hidráulico. O segundo canal tem o mesmo princípio de

funcionamento, sendo que: tem o comprimento de 33,15 m e a largura de 1,00 m; a secção de teste inicia-se a 16,00 m da entrada; a profundidade da caixa de sedimentos é igual a 0,35 m; o caudal máximo escoado é igual a 0,90 m³s⁻¹.

Ambas as caixas de sedimentos foram preenchidas com areia de quartzo uniforme ($\rho_s = 2650$ kgm⁻³; $D_{50} = 0,86$ mm; $\sigma_D = 1,36$). Onde, σ_D = desvio padrão geométrico da distribuição granulométrica da areia; ρ_s = massa específica da areia. Foram simulados pilares isolados utilizando tubos de PVC com diâmetros $D_p = \{50, 110, 200, 315, 350, 400\}$ mm, localizados a ~1,0 m do limite de montante da caixa de sedimentos.

Antes do início de cada ensaio, o fundo de areia foi cuidadosamente nivelado. A área circundante do pilar foi protegida com chapas metálicas para evitar erosões não controladas antes do início do ensaio, durante a fase de enchimento do canal. Após o enchimento lento, o circuito hidráulico principal foi accionado e, o caudal pretendido atingido gradualmente. A altura do escoamento foi regulada através da comporta de jusante do canal. Uma vez estabelecidas as condições do escoamento, foram retiradas as placas de proteção e iniciado o ensaio.

A cavidade de erosão desenvolve-se desde o instante inicial do ensaio e a profundidade de erosão foi medida através de um hidrómetro adaptado, com uma precisão de ± 1 mm. Durante a primeira hora de ensaio, as medições foram realizadas com intervalos de 5 minutos. Após esta fase o intervalo entre medições foi aumentado e, após o primeiro dia, foram realizadas várias medições por dia. O ensaio terminava após verificar se a variação na profundidade da cavidade de erosão era inferior a 2 mm num período de 24 horas. Caso este critério não fosse verificado em 7 dias, a duração do ensaio era definida em pelo menos 7 dias. A zona da areia a montante da cavidade de erosão não é perturbada pelo escoamento durante toda a duração dos ensaios; esta estabilidade de longa duração é importante para assegurar que as cavidades de erosão não são afetadas pelo transporte de sedimentos que poderiam resultar de perturbações do leito.

3 – RESULTADOS E DISCUSSÃO

Os ensaios foram definidos por forma e evitar efeitos de parede, $5,00 \leq B/h \leq 40,00$ (B = largura do canal) e efeitos de contracção horizontal do escoamento, $5,00 \leq B/D_p \leq 40,00$. Os efeitos da viscosidade são pequenos, $D_{50} > 0,8$ mm e $\rho_s = 2650$ kgm⁻³, pelo que não é expectável a formação de rugas (Oliveto e Hager (2002)).

Os ensaios duraram $4,1 \leq t_d \leq 12,9$ dias (t_d = duração do ensaio). A profundidade relativa do escoamento, h/D_p , foi mantida entre $0,50 \leq h/D_p \leq 1,00$. O tamanho relativo do sedimento, D_p/D_{50} variou no intervalo $58 \leq D_p/D_{50} \leq 465$, o que permitiu ter valores de D_p/D_{50} desde ~60 – o que maximiza h_{se}/D_p – até um valor suficientemente elevado, ~500, onde se espera poder identificar claramente o decréscimo de h_{se}/D_p .

Os valores das variáveis independentes e parâmetros adimensionais mais relevantes utilizados nos ensaios são sumariados na Tabela 1.

Os valores de h_{se} apresentados na Tabela 1 são calculados, com base nas medições, pelo método proposto por Lança *et al.* (2010), o qual consiste no ajuste por regressão da equação polinomial,

$$h_s = p_1 \left(1 - \frac{1}{1 + p_1 p_2 t} \right) + p_3 \left(1 - \frac{1}{1 + p_3 p_4 t} \right) + p_5 \left(1 - \frac{1}{1 + p_5 p_6 t} \right) \quad (12)$$

aos valores obtidos experimentalmente. Assume-se que a profundidade de equilíbrio da cavidade de erosão é atingida quanto $t = \infty$, resultando $h_{se} = p_1 + p_3 + p_5$. Os valores de h_{se} são corrigidos para $U/U_c = 1$ pelo método proposto por Melville e Coleman (2000).

Tabela 1 Principais variáveis e parâmetros característicos dos ensaios

Ensaio	h (mm)	D_p (mm)	D_{50} (mm)	t_d (hora)	U/U_c	h/D_p	D_p/D_{50}	h_{se} (mm)	h_{se}/D_p
1	80	160	0,86	309	0,89	0,5	186,0	227,4	1,42
2	100	200	0,86	218	0,93	0,5	232,6	240,4	1,20
3	158	315	0,86	223	0,93	0,5	366,3	391,2	1,24
4	200	400	0,86	167	0,96	0,5	465,1	437,8	1,09
5	50	50	0,86	99	0,86	1,0	58,1	82,8	1,66
6	75	75	0,86	128	0,90	1,0	87,2	127,9	1,71
7	110	110	0,86	168	0,93	1,0	127,9	180,2	1,64
8	160	160	0,86	285	0,95	1,0	186,0	251,7	1,57
9	200	200	0,86	261	0,96	1,0	232,6	317,3	1,59
10	250	250	0,86	263	0,98	1,0	290,7	380,3	1,52
11	315	315	0,86	186	0,98	1,0	366,3	403,2	1,28
12	350	350	0,86	291	0,97	1,0	407,0	432,4	1,24
13	400	400	0,86	224	0,95	1,0	465,1	485,4	1,21

Na Figura 1 apresenta-se a evolução temporal da profundidade das cavidades de erosão obtidas experimentalmente, nas coordenadas propostas por Oliveto e Hager (2005), *i.e.* $Z\sigma^{0.5}/(F_d^{1.5})$ vs. $\log(T)$, onde $Z = h_s/z_R =$ profundidade adimensional do escoamento; $h_s =$ profundidade da cavidade de erosão no instante t ; $z_R = (h D_p^2)^{1/3} =$ comprimento relativo; $N =$ factor de forma para pilares cilíndricos $= 1$; $\sigma = (D_{84}/D_{16})^{0.5} =$ coeficiente de graduação da distribuição granulométrica do material do fundo; $F_d = U/(g D_{50})^{1/2} =$ numero de Froude densimétrico; $g' = \{(\rho_s - \rho)/\rho\}g =$ produto da densidade aparente submersa pela aceleração da gravidade; $g =$ aceleração da gravidade; $\rho =$ massa volumica da água ; $T = t/t_R =$ tempo adimensional; $t_R = z_R/(\sigma^{1/3} (g' D_{50})^{1/2}) =$ escala de tempo.

Como pode ser observado na Figura 1, o método de previsão proposto por Oliveto e Hager (2005) não é adequado para pilares de grande diâmetro, apresentando desvios mais significativos para valores de T relativamente pequenos. Também é evidente que a fase de equilíbrio nunca é atingida e não são observáveis patamares horizontais nos gráficos de evolução temporal da cavidade de erosão.

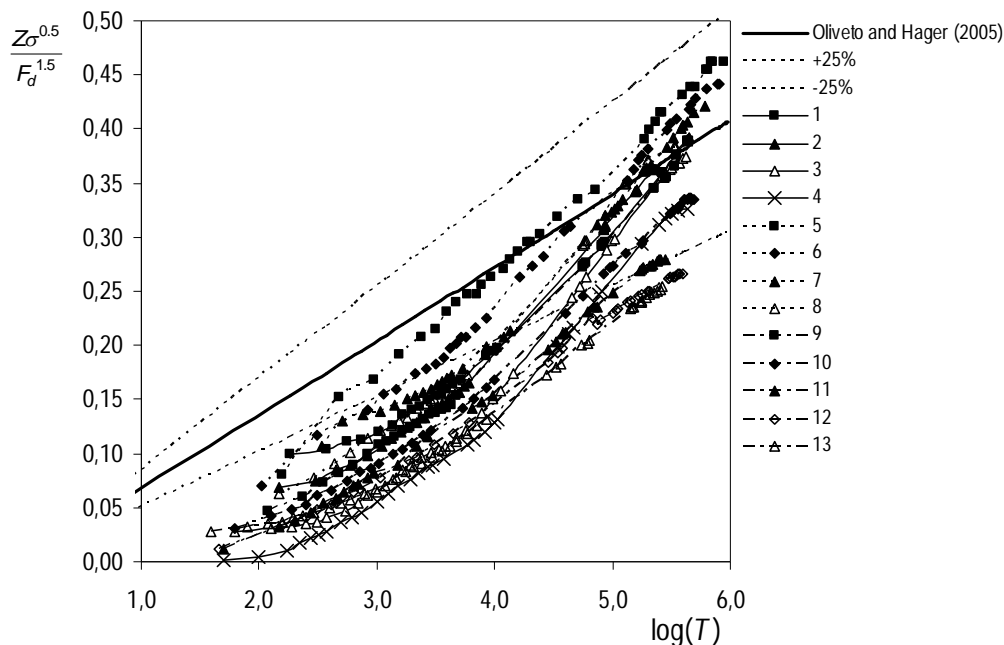


Figura 1 Evolução temporal da profundidade das cavidades de erosão, nas coordenadas de Oliveto e Hager (2005)

Como $K_s = K_\alpha = K_G = 1$ e h/D_p não varia significativamente, assume-se que os valores de h_{se}/D_p dependem exclusivamente de D_p/D_{50} . Esta dependência é ilustrada na Figura 2 para (treze) valores de h_{se}/D_p . A figura inclui ainda a Equação 7 para $h/D_p = 0,5$ e $h/D_p = 1,0$ e Equação 11. Da observação da Figura 2, pode ser concluído que:

i) o parâmetro D_p/D_{50} influencia h_{se}/D_p no intervalo $\sim 50 \leq D_p/D_{50} \leq \sim 500$ o que conduz a um decréscimo da profundidade de equilíbrio das cavidades de erosão com o incremento de D_p/D_{50} . Esta constatação vai ao encontro das conclusões obtidas por Sheppard *et al.* (1995; 1999; 2004) e Lee e Sturm (2009);

ii) a aplicação da Equação 7, proposta por Sheppard *et al.* (2004), representada para $h/D_p = 0,5$ e $h/D_p = 1,0$, de uma forma geral adequa-se aos dados obtidos experimentalmente e considera o aumento de h_{se}/D_p com D_p/D_{50} no intervalo $0 < D_p/D_{50} < \sim 50$.

Com base nos dados disponíveis, foi ajustada uma equação de forma a descrever melhor os resultados obtidos. O resultado obtido, traduzido na Equação 13, considera a influência de D_p/D_{50} em h_{se}/D_p , no intervalo $\sim 50 \leq D_p/D_{50} \leq \sim 500$, e é válida para $0,5 \leq h/D_p \leq 1,0$.

$$\frac{h_{se}}{D_p} = 3,93 \left(\frac{D_p}{D_{50}} \right)^{-0,19} \quad (13)$$

Deve ser realçado que esta equação não deverá ser empregue fora da gama de valores dos ensaios apresentados na Tabela 1. O seu comportamento é ilustrado na Figura 2 e o coeficiente de determinação obtido, R^2 , é igual a 0,68.

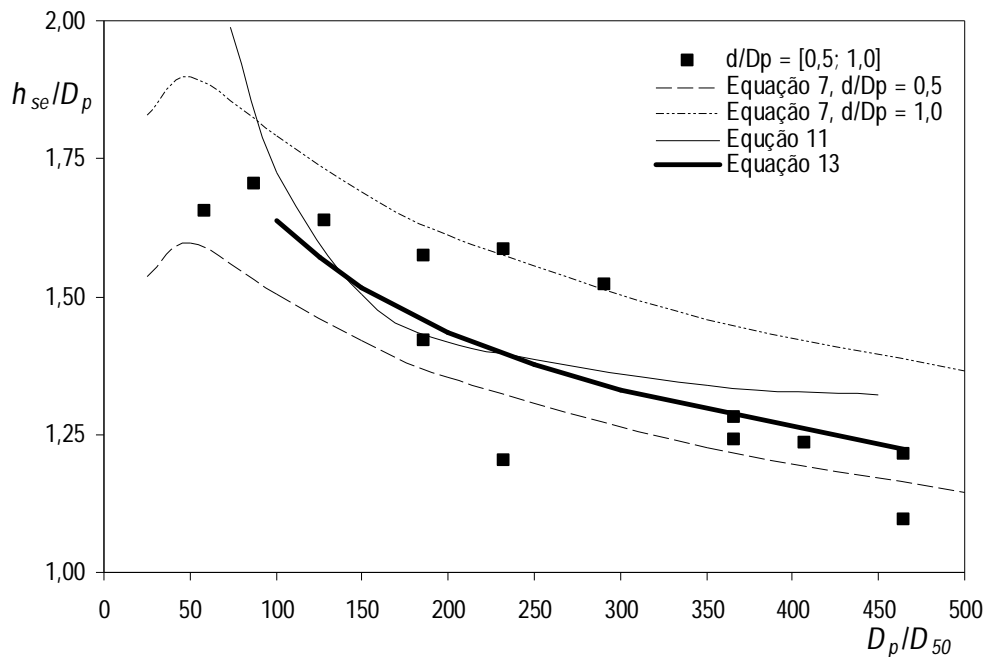


Figura 2 Variação de h_{se}/D_p com D_p/D_{50}

4 – CONCLUSÕES

Com base nos ensaios experimentais realizados sobre erosões localizadas junto a pilares cilíndricos isolados, com $U/U_c \approx 1,0$, pode ser concluído que a profundidade adimensional de equilíbrio da cavidade de erosão tende a diminuir com o aumento de D_p/D_{50} para $D_p/D_{50} > \sim 100$. Esta tendência foi identificada por Sheppard *et al.* (1995; 1999; 2004), Lee (2006) e Lee e Sturm (2009). A Equação 7, representada para $h/D_p = 0,5$ e $h/D_p = 1,0$, de uma forma geral envolve os valores obtidos experimentalmente.

É aconselhada mais investigação de modo a caracterizar a influência de h/D_p em h_{sel}/D_p para valores de $D_p/D_{50} > \sim 100$. Equações mais simples, como a Equação 13, descrevem correctamente a evidência experimental.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem o suporte financeiro dado pela Fundação para a Ciência e Tecnologia (FCT) através do projecto de investigação PTDC/ECM/101353/2008.

BIBLIOGRAFIA

- BAKER, R.E., - *Local scour at bridge piers in nonuniform sediment - Report No. 402*. Auckland (New Zealand), University of Auckland, 1986.
- BREUSERS, H. N. C.; NICOLET, G.; SHEN, H. W. - "Local Scour around Cylindrical Piers", *Journal of Hydraulic Research*, 1977, **15**(3), 252.
- BREUSERS, H. N. C.; RAUDKIVI, A.. - *Scouring*. Rotterdam (The Netherlands), Balkema, 1991.
- CHIEW, Y., - *Local scour at bridge piers - Report No. 355*. Auckland (New Zealand), University of Auckland, (1984).
- CHABERT, J.; ENGELDINGER, P. - *Etude des affouillements aut our des piles des ponts*. Chatou (France), Laboratoire National d'Hydraulique, 1956.
- CHRISTENSEN, E. D.; HANSEN, E. A.; SOLBERG, T.; HJERTAGER, B. H.; BOVE, S. - *Offshore wind turbines situated in areas with strong currents*, Rambol (Danmark), Morten Sand Jensen, 2006.
- ETTEMA, R. - *Scour at bridge piers - Rep. No. 216*. Auckland (New Zealand), University of Auckland, 1980.
- LANÇA, R.; FAEL, C.; CARDOSO, A. H. - "Assessing equilibrium clear-water scour around single cylindrical piers", in *River Flow 2010 proceedings*, Braunschweig (Germany), 8 – 10 Set. 2010, pp. 1207-1213.
- LANDERS, M. N.; MUELLER, D. S. - "Evaluation of selected pier scour equations using field data", *Transp. Res. Rec.*, no.1523, 1996, pp. 186 – 195.
- LEE, S. O.- *Physical modeling of local scour around complex bridge piers*. Atlanta (EUA), Georgia Institute of Technology, 2006.
- LEE, S. O.; STURM, T. W.- "Effect of sediment size scaling on physical modeling of bridge scour". *Journal of Hydraulic Engineering*, **135**(10), 2009, pp. 793-802.
- MELVILLE, B. W.; CHIEW, Y.-M.- "Time scale for local scour at bridge piers". *Journal of Hydraulic Engineering*, 125(1), 1999, pp. 59 – 65.
- MELVILLE, B. W.; COLEMAN, S. E. - *Bridge scour*, Colorado (EUA), Highlands Ranch Water Resources, 2000.
- MELVILLE, B. W.; RAUDKIVI, A. J. - "Flow characteristics in local scour at bridge piers", *Journal of Hydraulic Research*, 15(4), 1977, pp. 373 – 380.
- MUELLER, D. S.; WAGNER, C. R. - *Field observations and ev aluations of streambed scour at bridges, Report No. FHWA-R D-03-052*. McLean, Va (U.S.) Department of Transportation, Federal Highway Admin, 2005.
- OLIVETO, G., HAGER, W. H. – "Further results to time-dependent local scour at bridge elements", *Journal of Hydraulic Engineering*, Vol. **131**(2), 2005, pp. 97 – 105.
- RAUDKIVI, A. J. – "Functional trends of scour at bridge piers", *Journal of Hydraulic Engineering*, 112(1), 1986, pp. 1 –13.
- RICHARDSON, E. V.; DAVIS, S. R. - *Evaluating scour at bridges*. (EUA), Federal Highway Administration, 2001.
- SHEPPARD, D. M. - *Large scale and live bed local pier scour experiments, Phase 1 – Large scale, Clearwater scour experiments*. (EUA), Florida Deptament of Transportation, 2003.

- SHEPPARD, D. M.; ODEH, M.; GLASSER, T. - "Large scale Clearwater local pier scour experiments". *Journal of Hydraulic Engineering*, **130**(10), 2004, pp. 957 – 963.
- SHEPPARD, D. M.; ONTOWIRJO, B.; ZHAO, G. - "Local Scour Near Single Piles in Steady Currents", *Stream Stability and Scour at Highway Bridges, Compendium of Papers, ASCE Water Resources Engineering Conferences 1991 to 1998*, 1999.
- SHEPPARD, D. M.; ONTOWIRJO, B.; ZHAO, G.- "Local scour near single piles in steady currents", in *Proceedings of the 1st International Conference on Water Resources Engineering Conference, San António (EUA)*, 1995.
- SHEN, H. W.; SCHNEIDER, V. R.; KARAKI, S. S.- "Local scour around bridge piers". *Journal of Hydraulic Division*, 95(HY6), 1969, pp. 1919 – 1940.
- SUMER, B. ; CHRISTIANSEN, N.; FEDSOE, J. - "Time scale of scour around a vertical pile", *Proceedings of the 2nd International Offshore and Polar Engineering Conference, Golden, San Francisco (U.S.)* 1992, pp. 308 – 316.
- TING, F. C. K.; BRIAUD, J. L.; CHEN, H. C., GUDAVALLI, R., PERUGU, S.; WEI, G. -"Flume tests for scour in clay at circular piers", *Journal of Hydraulic Engineering*, **127**(11), 2001, pp. 969 – 978.